

高温后混凝土断裂韧度及软化本构曲线确定

陆洲导, 俞可权

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 沿用常温下混凝土双线性软化本构曲线形式, 对高温后混凝土软化特性进行研究. 引入直接影响软化曲线形状的参数 λ , 结合高温后楔入劈拉试验中确定的起裂韧度与失稳韧度以及失稳韧度、起裂韧度、黏聚韧度三者之间的定量关系, 调整参数 λ , 得到了与实测结果相符的双线性软化本构曲线形状. 研究表明, 由常温下混凝土材料试验得到的软化本构曲线经过小幅调整, 仍能够较好地描述本试验中高温后混凝土的软化特性.

关键词: 混凝土; 双线性软化本构曲线; 高温后; 黏聚韧度; 软化特性

中图分类号: TU 528.01

文献标识码: A

Determination of Residual Fracture Toughness and Softening Traction-separation Law of Post-fire Concrete

LU Zhoudao, YU Kequan

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Investigations on the softening feature of post-fire concrete was implemented in present research by adopting the bilinear softening traction-separation law at room temperature. A new parameter λ , which directly influenced on the shape of softening curve, was introduced. According to initial fracture toughness and unstable fracture toughness determined by the wedge-splitting method and the quantitative relationship among initial fracture toughness, unstable fracture toughness, and cohesive fracture toughness, the softening constitutive curve of post-fire concrete was obtained through adjusting the parameter λ . It is concluded that the softening traction-separation law obtained at room temperature with minor adjustments can also be applied to describing the softening feature of post-fire concrete.

Key words: concrete; bilinear softening traction-separation law; post-fire; cohesive fracture toughness; softening feature

1976年 Hillerborg 提出了虚拟裂缝模型. 该模型认为可将混凝土裂缝端部的断裂过程区(FPZ)视为一虚拟的、可传递应力的裂缝, 缝上各点传递应力的根据该点变形值而定, 混凝土表现出相应软化特性. 在 Hillerborg 研究基础上, 混凝土非线性断裂力学取得了迅速的发展, 许多反映裂缝扩展以及断裂过程区的模型也相继建立起来. 混凝土软化本构曲线描述了裂缝断裂过程区的特性, 是非线性断裂模型的基础. 国内外学者对常温下混凝土软化本构曲线已经进行了广泛的研究, Petersson^[1]首先提出双线性软化本构关系, CEB-FIP Model Code 1990^[2], Xu S L^[3]根据大量试验研究, 提出相应的修正双线性软化本构. Shap^[4], Reinhardt^[5]提出了相应的曲线型软化本构模型.

目前, 高温后混凝土断裂性能的研究多集中于材料断裂能方面^[6-8], 对断裂韧度的研究开展相对较少^[9-10], 且在研究中仍采用线弹性断裂力学(LEFM), 未考虑裂缝的亚临界扩展, 其计算结果值得商榷. 而高温后混凝土材料的软化特性至今鲜有相关文献, 软化本构的确定以及是否可由常温下混凝土软化曲线推断出高温后混凝土软化本构曲线等问题, 将是本文重点研究的方向.

本文采用双K断裂模型, 研究高温后混凝土断裂性能, 确定混凝土在各温度下的开裂韧度 $K_{Ic,ini}$ 和失稳韧度 $K_{Ic,un}$. 基于虚拟裂缝黏聚力的解析表达及黏聚韧度 $K_{Ic,c}$ 、起裂韧度 $K_{Ic,ini}$ 与失稳韧度 $K_{Ic,un}$ 三者间的定量关系, 采用双线性软化本构曲线形式, 引入直接影响软化曲线形状的参量 λ , 调整参量, 确定各温度下合适的混凝土材料软化曲线表达形式.

1 断裂韧度解析表达式

1.1 临界有效裂缝长度

收稿日期: 2011-07-06

基金项目: 土木工程防灾国家重点实验室基金(SLDRCE09-D-02)

第一作者: 陆洲导(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为混凝土抗火. E-mail: lzd@tongji.edu.cn

通讯作者: 俞可权(1986—), 男, 硕士生, 主要研究方向为混凝土抗火. E-mail: zjzykq@163.com

对于高温后混凝土试件,仍然根据线弹性渐进叠加假定,非线性的断裂过程可简化为一系列的线性叠加过程.当外荷载达到最大值 P_{\max} 时,裂缝张开口位移 δ 也达到最大,裂缝长度从预制长度 a_0 发展到临界有效裂缝 a_c .从实测的 $P-\delta$ 曲线上读取 P_{\max} 和临界裂缝张开口位移 δ_c ,可得如下临界有效裂缝长度^[11]:

$$a_c = (h + h_0) \left\{ 1 - \left(\frac{13.18}{\delta_c E t / P_{\max} + 9.16} \right)^{1/2} \right\} - h_0 \quad (1)$$

式中: a_c 为临界有效裂缝长度; h 为楔入劈拉试件高度; h_0 为裂缝张开口处刀口厚度; t 为试件厚度; δ_c 为高温后试件临界裂缝张开口位移; E 为弹性模量; P_{\max} 为峰值荷载.

1.2 失稳韧度计算

根据线弹性渐进叠加假定,失稳断裂韧度的计算仍可采用线弹性断裂力学中的公式.由试验测得的 P_{\max} 和计算得到的 a_c ,可得失稳韧度^[11]

$$K_{Ic,un} = \frac{P_{\max} \times 10^{-3}}{t h^{1/2}} f(\alpha) \quad (2)$$

式中: $K_{Ic,un}$ 为失稳韧度; $f(\alpha)$ 具体参见文献[11].

1.3 起裂韧度计算

在混凝土试件的外加荷载达到起裂荷载 P_{ini} 时,结构性能仍在线弹性范围内,起裂荷载计算就可选用线弹性断裂力学公式,具体表示为^[11]

$$K_{Ic,ini} = \frac{P_{ini} \times 10^{-3}}{t h^{1/2}} f(\alpha) \quad (3)$$

式中 $K_{Ic,ini}$ 为起裂韧度.

1.4 临界黏聚韧度计算

在裂缝临界状态前 ($a \leq a_c$) 虚拟断裂区内由裂缝前端黏结力所引起的黏结应力强度因子 $K_{Ic,c}$ 可采用下式计算^[12]:

$$K_{Ic,c} = - \int_{a_0}^{a_c} 2\sigma(x) F\left(\frac{x}{a_c}, \frac{a_c}{h}\right) / \sqrt{\pi a_c} dx \quad (4)$$

式中, $F\left(\frac{x}{a_c}, \frac{a_c}{h}\right)$ 的计算形式参照文献[10].

裂缝失稳前,黏聚力近似呈线性分布,如图1所示,其黏聚力表达式如下:

$$\sigma(x) = \sigma(\mu_c) + (f_t - \sigma(\mu_c))(x - a_0)/(a_c - a_0) \quad (5)$$

式中: $a_0 \leq x \leq a_c$; $\sigma(\mu_c)$ 为临界状态下预制缝端 ($x = a_0$) 的黏聚力.

由于积分边界存在奇异性,式(4)积分很难得到闭合解,故在本文中采用如下量纲一化简化计算公式^[13]:

$$K_{Ic,c}/f_t \sqrt{h} = - \frac{2P_e}{f_t \sqrt{\pi a_c h}} Z(U_e, V_0/V) F(U_e, V) \quad (6)$$

式中: P_e 及 $\frac{2P_e}{f_t \sqrt{\pi a_c h}}$ 分别为作用在单位厚度板上黏结应力 $\sigma(x)$ 的等效荷载及其量纲一化形式(图2); x_e 为等效裂缝长度; $x_e/a_c = U_e$; $a_0/h = V_0$; $a_c/h = V$; 各参数具体计算公式参照文献[11]; $Z(U_e, V_0/V)$ 可采用经验公式计算,具体参见文献[13]; $F(U_e, V)$ 参照文献[10]计算.

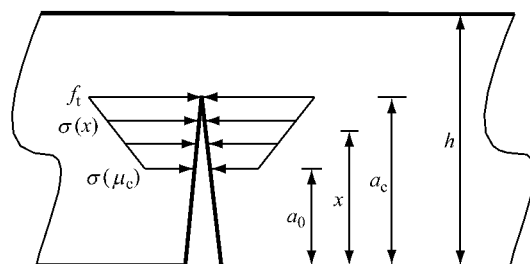


图1 临界状态下虚拟裂缝区内黏结应力的分布
Fig.1 Distribution of critical cohesive force on the fictitious crack zone

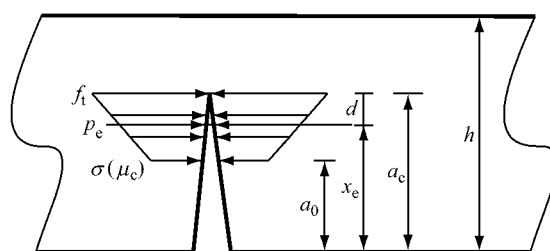


图2 临界状态下虚拟裂缝区内黏结应力的等效集中荷载
Fig.2 Effective concentrated load on the fictitious crack zone at the critical situation

1.5 起裂韧度、失稳韧度和黏聚韧度的定量关系

根据双 K 断裂韧度理论,起裂韧度 $K_{Ic,ini}$,失稳韧度 $K_{Ic,un}$ 和黏聚韧度 $K_{Ic,c}$ 三者之间的定量关系为^[11]

$$K_{Ic,un} = K_{Ic,ini} + K_{Ic,c} \quad (7)$$

本文将由式(7)得到的计算失稳韧度(记为 $K_{Ic,un,E}$)与实测失稳韧度值(记为 $K_{Ic,un,S}$)比较,采用合适的混凝土软化曲线,使得 $K_{Ic,un,E}$ 与 $K_{Ic,un,S}$ 最为接近,以此确定混凝土最优软化本构曲线.

2 高温后混凝土软化本构曲线形式

对于混凝土类半脆性材料,断裂过程区外材料呈线弹性,断裂过程区内材料发生软化.黏聚韧度由作用于断裂过程区上的黏聚力产生,因而软化曲线

的变化将影响黏聚韧度的大小,根据式(7),使得高温后 $K_{Ic,un,E}$ 与 $K_{Ic,un,S}$ 最为接近,可以确定各温度下的最佳软化曲线。

根据直接拉伸试验,许多研究者提出了常温下不同形式的混凝土软化本构曲线($\sigma-w$)表达式,包括线性与非线性软化本构曲线。为了准确与简便,本文仍采用常温下双线性软化本构曲线作为高温后软化本构关系,计算高温后混凝土黏聚韧度 $K_{Ic,c}$ 。

图3为混凝土双线性软化曲线示意图,图中 w 为裂缝张开宽度, σ 为黏聚力, f_t 为混凝土抗拉强度, w_0 是黏聚力为零处的裂缝张开宽度。 (w_s, σ_s) 为其拐点坐标,双线性软化本构曲线的表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= f_t - (f_t - \sigma_s)w/w_0, 0 \leq w \leq w_s \\ \sigma &= \sigma_s(w_0 - w)/(w_0 - w_s), w_s \leq w \leq w_0 \\ \sigma &= 0, w \geq w_0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

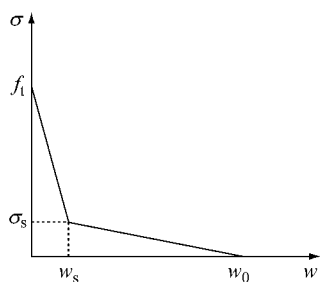


图3 混凝土双线性软化本构曲线

Fig.3 The bilinear softening traction-separation law

式中, w_s, σ_s, w_0 的取值不同,双线性软化本构曲线的形状就不相同。经典的双线性软化曲线如 Petersson 双线性软化曲线^[1]和欧洲规范 CEB-FIP Model Code 1990 的双线性曲线^[2]。在这些曲线中都将常温下 σ_s 定义为某一固定值(分别为常温下 $f_t/3$ 和 $0.15f_t$),这对常温下混凝土具有较好的吻合性,但对于经受高温作用的混凝土,其影响因素较多,所以本文采用徐世烺和 H. W. Reinhardt^[3]提出的修正混凝土软化本构曲线形式,该公式中 σ_s 与 f_t, μ_c, G_F 及混凝土最大骨料粒径 d_{max} 有关

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= (f_t/\alpha_F)(2 - f_t\mu_c/G_F) \\ w_s &= \mu_c \\ w_0 &= \alpha_F G_F / f_t \\ \alpha_F &= \lambda - d_{max}/8 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

其中, α_F 不但与 d_{max} 有关,并且和 λ 有关。 λ 是与混凝土变形性能有关的参数,它与混凝土强度等级和其他因素有关,通常取为 5~10。如图4所示,随着 λ 的取值不同, σ_s 和 w_0 就不相同,软化本构曲线的形状

将随之变化,从而使得计算失稳韧度值 $K_{Ic,un,E}$ 在与实测失稳韧度值 $K_{Ic,un,S}$ 相吻合方面具有很大的灵活性和优势。结合本次高温后混凝土楔入劈拉法试验,按照式(1)~(7),采用不用软化本构曲线形状可得到失稳韧度的解析值 $K_{Ic,un,E}$,将其与实测值 $K_{Ic,un,S}$ 对比,若两者相符,则所取用的参数 λ 是合理的,它所对应的即为该温度下混凝土软化本构曲线。

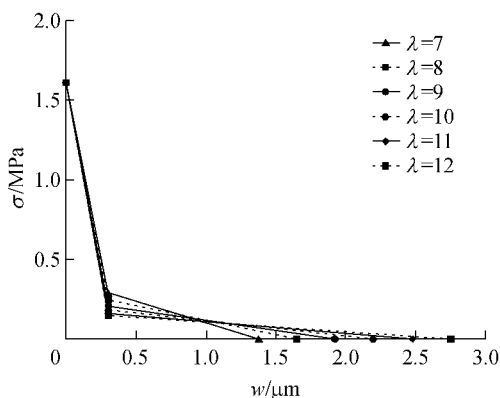


图4 双线性软化本构曲线随 λ 变化图

Fig.4 The bilinear softening traction-separation law changed with λ

3 高温后混凝土断裂韧度试验研究

3.1 试验概况

采用楔入劈拉法试验研究高温后混凝土断裂性能,试件尺寸统一采用 230 mm × 200 mm × 200 mm,预制开口裂缝高 80 mm,厚 3 mm,试件形式详见图5(图中 $b=200$ mm, $d=65$ mm, $h=200$ mm, $f=30$ mm, $a_0=80$ mm, $\theta=15^\circ$)。试件混凝土水泥、砂、石子、水质量配合比为 1 : 3.44 : 4.39 : 0.8,粗骨料最大粒径为 16 mm,混凝土标号为 C30。每个试

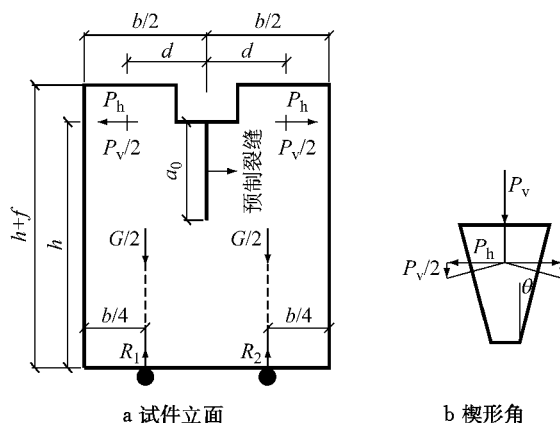


图5 试件几何形式

Fig.5 The geometry of specimens

件内均插有热电偶以便后期温度控制,试件自然洒水养护 60 d. 每组温度下均设有 5 个试块. 试验采用 300 mm×300 mm×900 mm 的电炉对混凝土试块进行加热,历经 65,120,200,300,350,400,450,500 和 600 ℃ 高温.

图 6 描述了各温度下试件的极限荷载 P_{\max} 和开口位移 δ_c 之间的关系,随着温度的上升,极限荷载持续下降,而开口位移则明显增加,试件表现出明显的延性,高温后混凝土软化特性与常温相似,但需作相应修正.

3.2 起裂韧度及实测失稳韧度的计算

起裂韧度 $K_{Ic,ini}$ 和实测失稳韧度 $K_{Ic,un}$ 分别按照式(2),(3)计算,在 $P-\delta$ 曲线上将相应荷载及开口位移代入公式,相关计算结果见表 1(限于篇幅,只列出部分温度下的试验结果). 本次试验没有直接测定

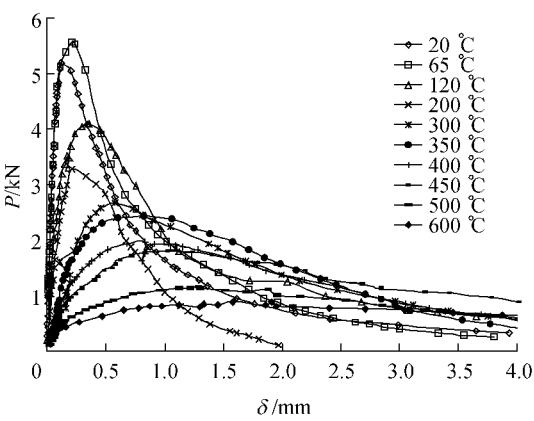


图 6 各温度下典型试件的 $P-\delta$ 曲线

Fig.6 $P-\delta$ curves of specimens with temperatures

混凝土高温后抗拉强度,各温度下抗拉强度计算公式参照文献[14],其中常温下抗拉强度与抗压强度按 $f_t=0.4983f_c^{1/2}$ 确定.

表 1 起裂韧度、失稳韧度及相关参数的试验结果

Tab.1 The calculated results of initial fracture toughness, unstable fracture toughness and the related parameters												
试件 编号	温度/℃	h/m	a_0/h	E/GPa	f_t/MPa	μ_c/mm	P_{ini}/kN	$K_{Ic,ini}/(MPa \cdot m^{1/2})$	P_{max}/kN	δ_c/mm	a_c/m	$K_{Ic,un}/(MPa \cdot m^{1/2})$
WS1	20	0.20	0.40	32.8	3.14	—	—	—	8.33	0.174	0.134	1.755
WS2						0.067 0	6.04	0.54	9.81	0.120	0.116	1.440
WS3						0.142 0	7.26	0.65	10.40	0.210	0.133	2.143
WS4						0.037 7	7.02	0.62	7.92	0.152	0.131	1.573
WS5						0.136 0	5.65	0.50	9.39	0.237	0.139	2.260
WS11	120	0.20	0.40	22.1	2.97	0.115 0	5.03	0.45	8.37	0.191	0.124	1.432
WS12						0.151 0	6.03	0.54	8.25	0.224	0.130	1.589
WS13						0.267 5	5.34	0.48	7.53	0.294	0.141	1.857
WS14						0.107 2	5.46	0.49	7.53	0.294	0.141	1.857
WS15						—	—	—	—	—	—	—
WS21	300	0.20	0.40	15.1	1.91	0.280 0	2.06	0.18	3.40	0.653	0.167	1.997
WS22						0.320 0	3.48	0.31	5.53	0.667	0.159	2.320
WS23						0.320 0	1.47	0.13	3.38	0.672	0.168	2.034
WS24						0.235 0	2.61	0.23	4.97	0.577	0.158	2.027
WS25						0.450 0	2.03	0.18	4.17	0.651	0.164	2.107
WS36	450	0.20	0.40	16.3	1.14	0.600 0	1.66	0.15	3.37	1.009	0.174	2.891
WS37						—	—	—	—	—	—	—
WS38						0.640 0	2.01	0.18	3.26	1.419	0.179	3.683
WS39						0.620 0	1.71	0.15	3.07	1.348	0.179	3.491
WS40						0.660 0	1.79	0.16	2.94	1.394	0.180	3.539
WS46	600	0.20	0.40	7.18	0.70	—	0.76	0.07	1.13	1.482	0.182	1.578
WS47						1.020 0	0.53	0.05	1.48	2.082	0.182	2.177
WS48						1.400 0	0.55	0.056	1.65	1.908	0.180	2.100
WS49						1.030 0	0.58	0.05	1.14	1.687	0.183	1.742
WS50						1.380 0	0.62	0.05	1.48	2.082	0.182	2.177

3.3 各温度下黏聚韧度及软化曲线的确定

表 2 为不同软化本构曲线形状得到的失稳韧度的解析解 $K_{Ic,un,E}$ 、实测值 $K_{Ic,un,S}$ 及二者差的平方和. 在计算 $K_{Ic,un,E}$ 时,软化本构曲线按照式(9),常温下混凝土通常取 $\lambda=5\sim10$,文献[15]得出常温下 C30 混凝土 $\lambda=8$ 时,软化曲线最为合适. 考虑到高温后

混凝土延性增加, λ 应相应提高. 本文研究中,取 $\lambda=7\sim12$.

由表 2 得出常温下混凝土材料,当 $\lambda=8$ 时,各试件的 $K_{Ic,un,E}$, $K_{Ic,un,S}$ 差的平方和最小,根据最小二乘法原理,即 $K_{Ic,un,E}$, $K_{Ic,un,S}$ 最接近,这与文献[15]得出的结论一致. 温度在 65~120 ℃, $\lambda=12$ 时各试

表2 计算失稳韧度与实测失稳韧度比较
Tab.2 The comparison between $K_{Ic,un,S}$ and $K_{Ic,un,E}$

试件 编号	温度/°C	$K_{Ic,un,S}/$ (MPa · m ^{1/2})	$K_{Ic,un,E}/$ (MPa · m ^{1/2})					
			$\lambda=7$	$\lambda=8$	$\lambda=9$	$\lambda=10$	$\lambda=11$	$\lambda=12$
WS1	20	—	—	—	—	—	—	—
WS2		1.44	1.59	1.56(1.08)	1.53	1.51	1.50	1.47
WS3		2.14	2.14	2.11(0.99)	2.08	2.06	2.05	2.04
WS4		—	—	—	—	—	—	—
WS5		2.26	2.19	2.16(0.96)	2.14	2.13	2.11	2.10
$\sum_{i=1}^6 (K_{Ic,un,E} - K_{Ic,un,S})^2$			0.028	0.025	0.027	0.030	0.034	0.037
WS11	120	1.43	1.60	1.57	1.55	1.54(1.08)	1.52(1.06)	1.51(1.06)
WS13		1.59	1.86	1.83	1.80	1.78(1.12)	1.77(1.10)	1.75(1.10)
WS12		2.13	2.43	2.39	2.37	2.35(1.10)	2.33(1.10)	2.32(1.09)
WS14		1.41	1.82	1.79	1.76	1.75(1.24)	1.73(1.22)	1.72(1.20)
WS15		—	—	—	—	—	—	—
$\sum_{i=1}^6 (K_{Ic,un,E} - K_{Ic,un,S})^2$			0.197	0.147	0.115	0.094	0.19	0.167
WS21	300	2.00	2.38	2.35	2.33	2.31	2.30	2.29 (1.12)
WS22		2.32	2.84	2.76	2.69	2.65	2.61	2.58(1.10)
WS23		2.03	2.27	2.25	2.23	2.22	2.21	2.21(1.08)
WS24		2.03	2.49	2.40	2.33	2.28	2.25	2.22(1.10)
WS25		2.11	2.41	2.39	2.37	2.36	2.35	2.34(1.10)
$\sum_{i=1}^6 (K_{Ic,un,E} - K_{Ic,un,S})^2$			0.783	0.579	0.454	0.372	0.31	0.274
WS36	450	2.89	3.01	2.93	2.87	2.82	2.79	2.76(0.97)
WS37		—	—	—	—	—	—	—
WS38		3.68	3.94	3.87	3.83	3.79	3.76	3.74(1.02)
WS39		3.49	3.88	3.77	3.70	3.65	3.60	3.57(1.02)
WS40		3.54	3.81	3.72	3.66	3.61	3.57	3.54(1.00)
$\sum_{i=1}^6 (K_{Ic,un,E} - K_{Ic,un,S})^2$			0.304	0.151	0.079	0.045	0.03	0.027
WS46	600	2.18	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67(0.77)
WS47		1.74	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18(1.25)
WS48		—	—	—	—	—	—	—
WS49		1.74	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48(0.85)
WS50		1.89	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05(1.08)
$\sum_{i=1}^6 (K_{Ic,un,E} - K_{Ic,un,S})^2$			0.538	0.538	0.538	0.538	0.538	0.538

注:括号中数值为计算失稳韧度值 $K_{Ic,un,E}$ 与实测失稳韧度值 $K_{Ic,un,S}$ 的比值。

件的 $K_{Ic,un,E}$, $K_{Ic,un,S}$ 差的平方和最小,但 $\lambda=10,11$ 时各试件的 $K_{Ic,un,E}$, $K_{Ic,un,S}$ 差的平方和与其很接近,说明在该温度下 $\lambda=10\sim12$ 的软化曲线均可以较为真实地反映混凝土材性。在温度进一步升高至 500 °C 时,当 $\lambda=12$ 时,各试件的 $K_{Ic,un,E}$, $K_{Ic,un,S}$ 差的平方和最小,其软化曲线较为接近高温后混凝土的真实材性。随着温度的升高, λ 在不断增大,虚拟裂缝应力为零处所对应的开口位移也随之增大,表明在该升温过程中,混凝土的延性或者抵抗裂缝开裂的能力是在不断增强的。

但当温度进一步升高至 600 °C 时,采用式(9)计算 $\sigma_s(T=600\text{ °C})$ 将得到负值,裂缝尖端位移在达到临界值 μ_c 前,尖端应力已经为零。此时,双线性软化

曲线简化为单线性软化曲线, λ 的变化对软化曲线已无作用,应力为零处开口位移 $w_0=2G_F/f_t$, 并根据式(10)得出应力为零处距刀口长度 $x^{[16]}$, 继而积分得到该温度下黏聚韧度 $K_{Ic,c}$ 及失稳韧度计算值 $K_{Ic,un,E}$ 。

$$w_0 = \delta \{ (1 - x/a_c)^2 + (1.018 - 1.149a_c/h)[x/a_c - (x/a_c)^2] \}^{1/2} \quad (10)$$

当混凝土软化曲线由双线性变为单线性时,虚拟裂缝应力为零处所对应的开口位移只有 $w_0=2G_F/f_t$, 反映出在受到高温作用后,混凝土本身的损伤增加,延性或是抵抗裂缝的能力变差。

并且,由表2可知,除个别构件在各温度下 $K_{Ic,un,S}$ 与 $K_{Ic,un,E}$ 相差约在 20%~30% 外,大部分构

件差别均在10%以内,所以当取 $\lambda=7\sim12$,采用式(9)的软化曲线形式能够较好地反映高温后混凝土的软化特性,其计算结果可以满足工程精度要求。

当然限于试验条件,本文研究的最高温度为600℃,经受600℃以上温度的混凝土是否符合本文结论,仍需进一步论证。

4 结论

本文沿用常温下混凝土双线性软化本构曲线,研究高温后混凝土材料软化特性,引入一个反映混凝土变形性能的参数 λ ,结合双K断裂模型中起裂韧度 $K_{Ic,ini}$ 、失稳韧度 $K_{Ic,un}$ 和黏聚韧度 $K_{Ic,c}$ 三者之间的定量关系,通过调整参数 λ ,得到高温后混凝土合适的软化本构曲线。

研究表明采用公式(9)的软化曲线形式,并取用合适的 λ 值,由常温下混凝土材料试验得到的软化本构曲线能够较好地反映高温后混凝土的软化特性。

调整参数 λ 时,使得各温度下试件的计算失稳韧度 $K_{Ic,un,E}$ 、实测失稳韧度 $K_{Ic,un,S}$ 差的平方和最小,从而确定各温度下混凝土软化本构曲线。常温下取 $\lambda=8$ 时, $K_{Ic,un,E}$ 、 $K_{Ic,un,S}$ 最接近,这与文献[15]得出的结论一致。当温度在65℃和120℃时,取 $\lambda=10\sim12$ 时, $K_{Ic,un,E}$ 、 $K_{Ic,un,S}$ 均相当接近,表明在此温度下,取 $\lambda=10\sim12$ 均能反映高温后混凝土软化特性。当温度继续上升至500℃时, λ 需取为12。在此过程中,可以发现,随着温度的升高, λ 在不断增大,虚拟裂缝应力为零处所对应的开口位移也随之增大,表明在该升温过程中,混凝土的延性或者抵抗裂缝开裂的能力是在不断增强的。

当温度进一步升高至600℃时,采用公式(9)计算 σ_s 将得到负值,此时双线性软化曲线简化为单线性软化曲线,虚拟裂缝应力为零处所对应的开口位移下降,反映出在受到高温作用后,混凝土本身的损伤增加,延性或是抵抗裂缝的能力变差。

参考文献:

- [1] Petersson P E. Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials [R]. Lund: Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, 1981.
- [2] Comité Euro-international du Béton. No. 213/214, CEB-FIP model code 1990, Lausanne; Bulletin D' Information, 1993.
- [3] Xu S L, Reinhardt H W. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, part II: analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beam [J]. International Journal of Fracture, 1999, 98:151-177.
- [4] Gopalratnam V S, Shah S P. Softening response of plain concrete in direct tension [J]. ACI Journal, 1985, 82:310.
- [5] Reinhart H W, Cornelissen H A W, Hordijk D A. Tensile tests and failure analysis of concrete [J]. Journal of Structure Engineering, 1986, 112(11): 2461.
- [6] Baker G. The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete [J]. RILEM Materials and Structures, 1996, 29(190): 383.
- [7] Zhang B, Bicanic N, Pearce C J, et al. Residual fracture properties of normal and high-strength concrete subject to elevated temperatures [J]. Magazine of Concrete Research, 2000, 52(2):123.
- [8] Nielsen C V, Bicanic N. Residual fracture energy of high-performance and normal concrete subject to high temperatures [J]. RILEM Materials and Structures, 2003, 36(262):515.
- [9] G Prokopski. Fracture toughness of concretes at high temperature [J]. Journal of Materials Science, 1995, 30: 1609.
- [10] Hisham Abdel-Fattah, Sameer A Hamoush. Variation of the fracture toughness of concrete with temperature [J]. 1997, 11 (2):105.
- [11] Shi Langxu, Hans W Reinhardt. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, part III: compact tension specimens and wedge splitting specimens [J]. International Journal of Fracture, 1999, 98:179.
- [12] 中国航空研究院. 应力强度因子手册 [M]. 北京: 科学出版社, 1981.
- [13] Shi Langxu, Hans W Reinhardt. A simple method for determining double-K fracture parameters for three-point bending tests [J]. International Journal of Fracture, 2000, 104:181.
- [14] 余江滔. 火灾后混凝土构件损伤评估的试验及理论研究 [D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2007.
- [15] YU Jiangtao. Experimental and theoretical research on damage assessment of reinforced concrete member after fire [D]. Shanghai: College of Civil Engineering of Tongji University, 2007.
- [16] 赵志方, 徐世烺. 混凝土软化本构曲线形状对 K_R 阻力曲线的影响 (II) [J]. 烟台大学学报: 自然科学与工程版, 2000, 13 (4): 305.
- [17] ZHAO Zhifang, XU Shilang. Influence of shapes of softening traction-separation law of concrete upon K_R -curve [J]. Journal of Yantai University: Science and Engineering Edition, 2000, 13(4): 305.
- [18] Jenq Y S, Shah S P. Two parameter fracture model for concrete [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1985, 111 (10): 1227.